

I DIAGNÓSTICO

1.1.- ANTECEDENTES

1.1.1.- Situación Actual

La comunidad de Colón Norte, en la actualidad es una zona de bajos recursos, la principal actividad que realizan es la agricultura y la crianza de ganado, producción que mayormente es comercializada por los comunarios y que muchas veces es interrumpida por la crecida de la quebrada Colón en épocas de lluvia.

La comunidad de Colón Norte y todas las demás comunidades que son beneficiarias por el camino vecinal existente sienten la necesidad de la construcción de un puente para que el tramo no sea interrumpido en épocas de lluvia.

Es por ello que en el presente proyecto se desarrollará el **“Proyecto a diseño final puente vehicular sobre la quebrada Colón”**, y de esta manera poder contar con un estudio del proyecto y la UNIVERSIDAD AUTÓNOMA JUAN MISAEL SARRACHO ponga a disposición a la sub gobernación de la provincia Avilés y esta entidad pueda obtener los recursos para la ejecución.

1.1.2.- Localización del proyecto

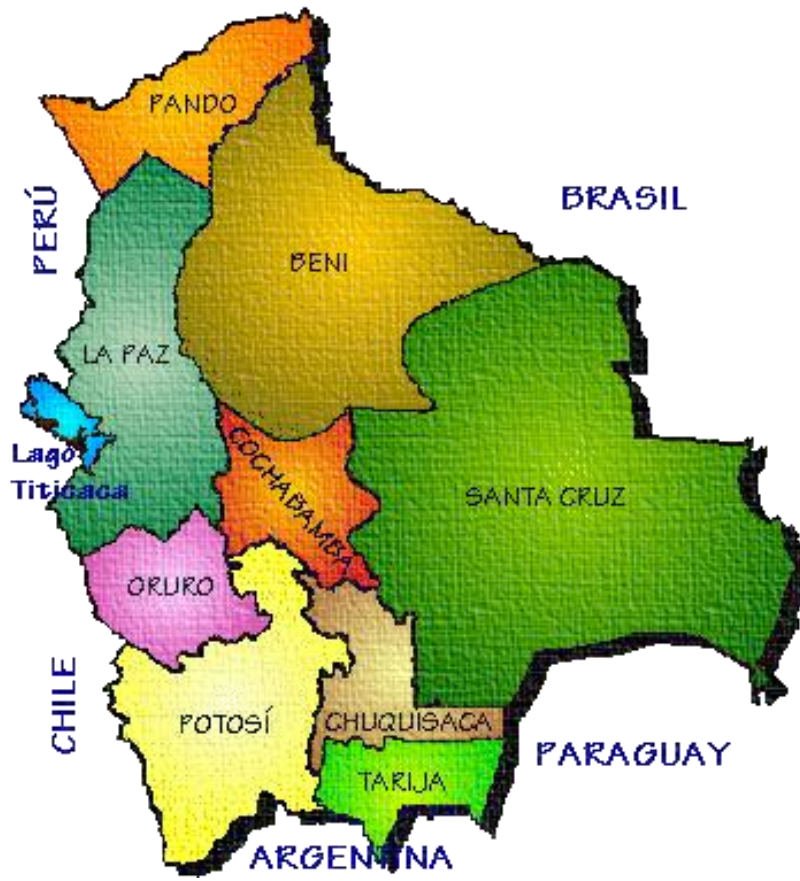
El proyecto se localiza en la comunidad de Colón Norte perteneciente al Distrito Colón 4, forma parte de la Provincia Avilés del Departamento de Tarija. Uriondo, la primera sección de la provincia Avilés del Departamento de Tarija, limita al norte y al este con la provincia Cercado, al sur con la provincia Arce, y al oeste con el municipio de Yunchará.

El territorio abarca una extensión territorial de 810 kilómetros cuadrados representa aproximadamente un 4,65 % del territorio departamental.

En la actualidad el Municipio de Uriondo de la Primera Sección de la Provincia Avilés es catalogada como una de las once secciones municipales que conforman el departamento.

A continuación se muestra la ubicación del proyecto como sigue:

UBICACIÓN PAÍS



UBICACIÓN DEPARTAMENTO



UBICACIÓN ZONA



Como ya se mencionó el proyecto se ubica específicamente en la comunidad de Colón Norte de la provincia Avilés, sobre la quebrada Colón, que en tiempo de lluvia cuenta con caudales considerables y permanentes, pero llega a secarse por completo en tiempo de estiaje.

1.1.3.- Clima

De manera general Colon Norte presenta un clima frío semiárido.

Un fenómeno climático natural son los Surazos, vientos fuertes que vienen del Sur, dando como resultados cambios bruscos de la temperatura y humedad ambiental, donde la temperatura baja rápidamente llegando en algunos casos por debajo de 0 °C.

Las heladas generalmente se presentan en los meses de junio – agosto, ocurriendo tempranas en los meses de abril – mayo y las tardías en septiembre – octubre.

Las granizadas ocurren en diciembre y con menos frecuencia en enero y febrero.

1.1.3.1. Temperaturas

En la zona de Colón Norte, se tiene una estación meteorológica cercana como es la de Padcaya, en 28 años de registros se tiene que la temperatura media anual es de 17,1 °C, máxima media de 25, °C, la mínima media de 9,0 °C, la máxima extrema es de 41 °C y la mínima extrema -8 °C registrado en julio de 1999.

1.1.3.2. Precipitaciones

Para cuantificación de descargas anuales de la sub cuenca se toma en cuenta el balance hidrológico superficial. Para tal efecto se considera la precipitación, la ETP, y el agua escurrida como volumen de descarga.

La precipitación pluvial promedio anual es de 614,8 mm./año (Estación pluviométrica de Padcaya); la distribución a lo largo del año presenta una concentración en las épocas de diciembre-marzo (90,50 %), con extremas de años secos de 0,00 mm. y húmedos de 137,10 mm.

También se puede apreciar que las precipitaciones en 24 horas varían considerablemente de un año lluvioso a un año seco, según registro de las estaciones más cercanas y de comportamiento parecido.

1.1.3.3. Recursos Hídricos

Los aportes que corren en el área de Colón Norte vierten sus aguas al Río Guadalquivir. La sub cuenca del río Colón, tiene como afluentes la quebrada de Guaranguay y otros de menor importancia.

La quebrada Colón pasa por la comunidad de Colón Sud. Su caudal aumenta en los periodos de lluvia pero llega a cero el caudal de agua durante los meses secos, permitiendo aprovechar sus aguas para riego complementario en época de lluvia.

1.1.4. Población

Según datos proporcionados por la Sud-Alcaldía de la provincia Avilés, la comunidad de Colón Norte como beneficiario directo cuenta con una población de 248 personas, con un porcentaje de 50,81% hombres y un 49,19 % mujeres contando con un total de 48 familias.

Pero el proyecto beneficiará a varias comunidades como ser Almendros, Barrientos, Huayriguana, Charaja, Juntas y Chaguaya pero si a futuro se toma este tramo por ser más corto para comunicar a la ciudad de Villazon se beneficiarían a muchas más comunidades, pero se tomarán en cuenta las poblaciones mencionadas que adicionando a la población de Colon Norte se llega tener una población de 1328 personas, 652 hombres y 679 mujeres 49,1% hombres y 50,9% mujeres.

1.1.5. Economía y producción agrícola actual

La situación económica es muy variable, puesto que se puede verificar al observar el tipo de viviendas que circulan el lugar, están construidas de adobe, piedra y ladrillo, algunas viviendas poseen letrinas y otras no.

La actividad proliferante es la zona es la agricultura (se produce la uva, durazno, manzana además se cultiva papa, cebolla, zanahoria, maíz entre otros) y la ganadería (ganado ovino, vacuno entre otros).

Cuadro 1.1 Producción Agrícola de las Comunidades Beneficiadas

Tipo de Cultivo	Sin Proyecto	
	Superficie (has)	Superficie de Cultivo (%)
Uva	348,00	38,80%
Durazno	17,00	1,90%
Maíz	321,00	35,79%
Papa	104,00	11,59%
Arveja	18,00	2,01%
Cebolla y Tomate	68,00	7,58%
Zanahoria	21,00	2,34%
Total	897,00	100,00%

Fuente: Elaboración propia.

Por la tradición existente en las comunidades beneficiarias personas mayores a los 15 años ya tienen una participación activa en la producción agrícola.

La Población Económicamente Activa (PEA), representa un 56% del total de la población beneficiaria, la misma lo componen hombres y mujeres entre 15 a 65 años.

1.1.6. Vías de acceso

En cuanto a sus vías de accesos es un camino vecinal con pendientes suaves hasta llegar a la obra y posteriormente va a comunicar hasta Chaguaya que en época de lluvias se ve perjudicado por el crece de la quebrada Colón.

El mencionado camino, desde la ciudad de Tarija se puede llegar por la carretera Tarija-Bermejo y por la carretera Tarija-Valle De Concepción.

La comunidad de Colón y las demás comunidades vecinas están pidiendo a la gobernación de Avilés para se haga el asfaltado Calamuchita-Charaja.

1.1.7. Estudio de tráfico

En el lugar de emplazamiento del puente se aforó durante un mes en el año 2012, tomando como dos tipos de vehículos denominados livianos (autos, camionetas livianas y trufis) y pesados (camiones, tractores, micros y otros), arrojando los siguientes resultados.

Cuadro 1.2 Demanda actual del tráfico promedio diario anual (TPDA)

Tipo de Vehículo	Diario	Semanal	Mensual
Livianos	11	77	341
Pesados	13	91	403
Total	24	168	744

Fuente: Elaboración propia.

En el cuadro 1.2 se observa un tránsito vehicular regular, a futuro con una carretera pavimentada, este camino se aumentaría considerablemente el tráfico por ser una ruta más directa de Chaguaya- Tarija y por ser una zona aledaña a pueblos como el Valle de Concepción y Calamuchita que tienen un crecimiento considerable.

1.1.8. Servicios básicos existentes

- La comunidad cuenta con agua potable, la cual se extrae de vertientes mediante un sistema de distribución de red abierta, varias de las viviendas cuentan con pozos sépticos y letrinas.
- La comunidad beneficiaria cuenta con una unidad educativa donde se imparte educación inicial primaria, el nivel secundario lo realizan en Calamuchita y el Valle de Concepción.
- La comunidad no cuenta con un centro de salud, por lo que recurren al centro de salud más cercano en Calamuchita para enfermedades leves, para casos graves acuden a la ciudad de Tarija.
- En la actualidad la comunidad cuenta con servicio eléctrico la que es suministrada por SETAR.

1.2. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

En la actualidad la comunidad indica niveles de regulares recursos económicos, puesto que la mayoría de los comunarios se dedican a la producción vitivinícola, pero señalar que presentan una interrupción en su camino de acceso provocada por la quebrada de Colón, lo cual afecta en tiempo de lluvias en gran magnitud al transporte entre las comunidades que se benefician con este camino teniendo muchas veces que dar vuelta por Chocloca o Padcaya lo que hace que se tenga mayores gastos económicos de transporte y mayor tiempo de recorrido a nuestra ciudad.

Entonces ahí la necesidad de la construcción de un puente vehicular que cuente con todas las características necesarias, satisfaciendo la demanda, tomando en cuenta que es un puente cercano al pueblo de Calamuchita, es decir que a futuro este puente pase a ser parte de este pueblo y que no tenga que ser ampliado que a la larga trae problemas para volver a buscar de un nuevo financiamiento.

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.

La comunidad de Colón Norte es una zona muy productora, además que el PER está realizando varios proyectos para riegos (presas y atajados) en todas las comunidades que se benefician de este camino, por lo que los comunarios están nivelando terrenos y habilitarlos para cultivos en una buena proporción, con recursos propios y del Pro-Sol, por lo que la producción agrícola se duplicará y necesita de un transporte seguro sin interrupciones.

Con el proyecto “**Estudio a diseño final puente vehicular sobre la quebrada Colón**” se da solución a los problemas presentados en el lugar y en las comunidades aledañas, contribuyendo con el desarrollo económico y social, mejorando la calidad de vida de los beneficiarios y mayor producción para nuestra ciudad.

1.4. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.1.4. Objetivo general

Diseñar a nivel constructivo un puente vehicular sobre la quebrada colón, obra que permita salvar este obstáculo natural, brindando la transitabilidad permanente y segura de vehículos y peatones durante todo el año, mejorando la calidad de vida de las poblaciones cercanas.

El objetivo global y/o general del proyecto es mejorar los ingresos económicos de las familias del área de influencia del proyecto, a través de la construcción del Puente Vehicular en la comunidad de Colón Norte según Diseño y Especificaciones del Estudio Técnico.

1.4.2. Objetivos específicos

- Asegurar un camino permanente, para el transporte de los productos agropecuarios y la comercialización de la producción de la zona del proyecto hacia los centros de consumo potencial para la producción de la zona.
- Disminuir los costos de transporte de tal manera, que se bajen los costos de comercialización de los productos de la zona.
- Garantizar un camino que sea transitable en toda época del año, en especial durante la época de lluvias, de manera que, no exista dificultad de traslado a través del Río Colón

y el camino en su integridad. Garantizando el transporte de la producción agropecuaria de la zona de influencia del proyecto.

1.5. METAS

A partir de los objetivos específicos planteados se presenta a continuación algunas de las metas a tener que alcanzar para poder cumplir con nuestro objetivo para el diseño del puente vehicular:

- Se realizará un levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento posible.
- Se analizará las dimensiones que deberá tener el puente para satisfacer la demanda del tráfico vehicular.
- Se determinará la capacidad portante del suelo en las márgenes (fundación de estribos) y se clasificará el suelo.
- Se obtendrá el caudal de máximo del río, para determinar la altura necesaria del puente.
- Se determinara la socavación en el lugar de emplazamiento.
- Se analizará toda la ingeniería básica y se diseñará la estructura de la obra.
- Se realizará el presupuesto general de la obra y su cronograma de ejecución.
- Se realizarán los planos de diseño.

Se planea alcanzar las metas mencionadas ya que este proyecto será muy benéfico para las poblaciones que utilizaran esta vía de comunicación.

1.6. SELECCIÓN DE ATERNATIVAS

Para elegir la alternativa más adecuada se toma en cuenta el aspecto social, técnico y económico, además se debe prever el crecimiento de las poblaciones beneficiarias a un futuro próximo.

1.6.1. Alternativa 1 puente de 50 metros de longitud con un ancho de losa 4 metros y con pila central

Puente de 50 metros con una pila central con un solo carril y vigas pos-tensadas, tiene una ventaja en la longitud del puente puesto que el lugar de emplazamiento el río presenta una avenida ancha, y no se puede cambiar el lugar de emplazamiento del camino existente por los terrenos de cultivos aledaños al río, pero esta alternativa tiene una desventaja que se reduce el área hidráulica, además la socavación en las pilas son más profundas y haciendo una evaluación rápida tiene un costo considerablemente alto.

1.6.2. Alternativa 2 puente de 40 metros de longitud con un ancho de losa de 4 metros

Puente de 40 metros con un solo carril y vigas pos-tensadas, es de menor longitud que el anterior pero hidráulicamente es mejor ya que no es obstruida su área hidráulica y económicamente tiene menor costo y tiene la misma funcionalidad que la anterior en cuanto al tráfico vehicular ya que este sería en una sola dirección al mismo tiempo.

1.6.3. Alternativa 3 puente de 40 metros de longitud con un ancho de losa de de 7.3 metros

Puente de 40 metros con dos carriles y vigas pos tensadas, tiene las mismas características hidráulicas que la alternativa 2 pero económicamente es de mayor costo con una mínima diferencia de la alternativa 1, pero se tendría el tráfico en dos direcciones al mismo tiempo sin interrupciones.

1.6.4. Elección de la alternativa

La mejor alternativa técnicamente y económicamente es la alternativa 2, pero en los últimos años el aspecto social juega un rol muy importante ya que en nuestro departamento muchas de las obras han quedado desiertas por este tema teniéndose que realizar nuevos diseños, además tomando en cuenta que a unos setecientos metros lo que es la Ventolera y parte de Colón Norte se encuentra loteado para viviendas puesto que muchas familias descendientes del lugar prefieren construir sus hogares en el campo por los enormes costos de los lotes en nuestra ciudad, por este motivo los comunarios están buscando que se realicen obras de artes de doble vía.

Tomando en cuenta la urbanización vecina en crecimiento, la exigencia de lo comunarios y a un futuro próximo será una carretera de doble vía y pavimentada según planificación de la sub gobernación de la provincia Avilés, se elige la alternativa 3 que técnicamente es buena pero tiene un mayor costo de construcción pero que a futuro no se tendría que realizar gastos para ampliación de la vía.

Se concluye que la mejor alternativa es el diseño de un puente de hormigón pos tensado de 40,00 metros de luz y un ancho de vía de 7,30 metros con barandas tipo SDC-3 y con una pendiente transversal de plataforma de 2 %.

.

II MARCO TEÓRICO

2.1. DISEÑO GENERAL

2.1.1. Ubicación

Para determinar la ubicación y el tamaño de los puentes se tiene que justificar mediante un análisis de alternativas, considerando aspectos técnicos, sociales, económicos y ambientales, pero en los últimos años la parte social es la que más se impone a la definición del tipo de puente a ser emplazado.

Por lo general los puentes son obras complejas, por lo que se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Localización de la estructura o sitio de emplazamiento, alineamiento, pendiente y rasante, además se debe procurar el menor ancho del río.
- b) El tipo de puente que resulte más adecuado para los beneficiarios.
- c) Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- d) Los cruces sobre Ríos y Quebradas se deben ubicar considerando los costos iniciales y por obras de corrección.

2.1.2. Luces y gálibos

En algún punto de los bordes del cruce, por condiciones de éste, debe terminar la vía de acceso y comenzar a desarrollarse la estructura del puente. Esta distancia entre tales puntos, delimitada generalmente por algún tipo de estructura contenedora del relleno del terraplén de acceso, da lugar a la longitud total del puente.

Cuando la quebrada a salvar es muy franca, el problema estará resuelto, en cambio tratándose de zonas llanas donde generalmente los ríos son de tipo maduros, éstos presentan los denominados meandros que hacen un problema no simple de resolver el determinar la longitud del puente. En todo caso es la caja ripiosa la que da una primera idea del largo que

deberá tener el puente, porque en las grandes crecidas ésta puede ser ocupada en su totalidad, a menudo este ancho es excesivo y puede por tanto construirse un puente más corto que el ancho del lecho ripioso avanzando con terraplenes bien protegidos y con un buen sistema de drenaje con alcantarillas, si es posible complementado con defensivos que garanticen que el río pasará siempre por debajo del puente.

La altura libre o gálibo que debe existir entre el nivel de aguas máximas y el borde inferior de la superestructura llamada también revancha debe ser como mínimo de 1.5 a 2 m. Esta dimensión deberá incrementarse en zonas donde la corriente puede arrastrar árboles de gran tamaño, con el objeto de dar espacio suficiente para su paso sin que perjudique la estabilidad de la estructura.

2.1.3.- Ambiente

Comprende el estudio de las condiciones ambientales del lugar del proyecto antes y después del mismo.

Se debe considerar el impacto de un puente y sus accesos en la localidad, ya que los accesos muchas veces invaden propiedades, también se debe considerar la geomorfología del curso del agua, las consecuencias de la socavación del lecho, la eliminación de la vegetación estabilizadora de los taludes, etc.

Los estudios ambientales se denominan:

- 1) Evaluación del impacto ambiental cuando se analicen los posibles efectos en el ambiente de salud y económicos causado por proyecto.
- 2) Control de calidad ambiental, cuando se analicen las condiciones ambientales originadas por el proyecto ya construido y/o en funcionamiento.

2.1.4. Objetivos de diseño

a) Seguridad

El puente debe ser seguro al paso del usuario y debe mantener permanentemente sus condiciones de servicio para las vías para las cuales sirve.

b) Servisibilidad.

Para poder asegurar un diseño que pueda responder a la servisibilidad se debe tomar en cuenta la calidad de los materiales que se utilizan y no descuidar el mantenimiento.

c) Construibilidad

Los puentes deben ser de fácil emplazamiento constructivamente y no tener que hacer esfuerzos innecesarios que aumenten el costo constructivo del puente.

d) Economía

El costo de un puente terminado depende de tres factores:

- 1.- El costo de los materiales necesarios, al pie de la obra.
- 2.- El costo de la colocación de estos materiales en su posición final.
- 3.- El costo de conservación y su periodo de reposición.

El costo de los materiales necesarios al pie de la obra, depende evidentemente del dimensionamiento resultante del análisis y diseño de la estructura seleccionada (sub y superestructura) y de los costos unitarios al pie de la obra. Puede influir en este último, el costo del transporte.

El costo de la colocación de los materiales en el lugar que les corresponde dentro de la estructura del puente, tanto para la subestructura como para la superestructura, está siempre ligado a las dificultades que plantean la presencia del agua y la altura de la rasante sobre la vía inferior.

e) Estética

Los puentes tienen que ser presentables a la vista del ojo humano, por tanto el acabado debe ser cuidadosamente realizado, sin irregularidades y si éstos están en zonas urbanas se deben complementar sus alrededores.

2.2. INGENIERÍA BÁSICA

2.2.1. Estudios Topográficos

El levantamiento topográfico requiere de una gran precisión en los ángulos, distancias y elevaciones; las curvas de nivel se deben tomar a cada metro o menos, dependiendo del tipo de terreno sobre el cual se proyectará el puente.

Como resultado de los estudios topográficos se debe realizar el levantamiento topográfico del proyecto, el cual debe contar de:

- Plano general de localización que contenga el eje del proyecto y sus respectivos accesos a escala 1:500
- Plano de planta y perfil detallados, a la misma escala y en su proyección (1:100 a 1:200) abarcando una zona que permita cubrir la información completa. Este plano también debe contener toda la información requerida para el diseño la obra.
- Secciones transversales del río o quebrada aguas arriba y aguas abajo.

2.2.2. Estudios hidrológicos e hidráulicos

Se debe realizar el estudio hidrológico para conocer la cota de máxima creciente y estiaje observados, indicando las frecuencias, periodos y épocas de estas ocurrencias. También se deben obtener los datos hidrológicos necesarios para estimar las medidas físicas necesarias que garanticen el escurrimiento de las aguas bajo el puente, evitando la erosión bajo el río.

En los planos de puentes sobre ríos, se debe registrar los niveles de las aguas, cuya notación abreviada es la siguiente:

N.A.M.E. = Nivel de aguas máximas extraordinarias.

N.A.M. = Nivel de aguas máximas.

N.A.O. = Nivel de aguas ordinarias.

N.A.m. = Nivel de aguas mínimas.

También se deben estudiar los factores hidráulicos tales como la socavación que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río o quebrada que permite definir los requisitos mínimos del puente como la fundación y su función óptima.

2.2.3. Estudios de suelos

Tiene como objetivo fundamental la obtención de parámetros del suelo de fundación, con el fin de establecer el tipo de cimentación y se garantice la estabilidad desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad.

2.2.4. Estudio de impacto ambiental

Se toma en cuenta el impacto ambiental por los cambios que genera el proyecto, los cuales tienen que ver con las condiciones socioeconómicas, culturales y ecológicas del lugar de emplazamiento, por lo que se debe contar con una ficha ambiental.

2.2.5. Estudio de tráfico

Este estudio es necesario para poder saber el tipo de carga a la que será sometida la estructura y tomar los mínimos requisitos que requieren un diseño.

Para determinar el volumen de tráfico y tipo de vehículos que transitan se debe aforar mínimamente durante un mes en el sitio donde se realizará el puente.

2.2.6. Estudios de trazo

Este estudio permite definir las características geométricas y técnicas del tramo de carretera o camino vecinal que enlaza el puente, que en nuestro país por el tema de la propiedad privada y la parte social generalmente no cambia el trazo del camino existente.

2.3. NORMAS DE DISEÑO

2.3.1. Normas para el diseño

Para el estudio, diseño y construcción de los puentes, se conocen las especificaciones “Standard Specifications For Highway Bridges” de la American Association of State Highway and transportation Officials, Inc. (AASHTO); las de la “American Railway

Engineering Association” (AREA); el reglamento Alemán (Normas DIN) y las disposiciones del Bureau of Public Roads y el reglamento ACI.

En Bolivia, el Ministerio de Obras Públicas y Transporte, Caminos Vecinales y las Secretarías de Obras Departamentales, que son las entidades encargadas de la construcción de los puentes en el país, han adoptado las normas AASHTO, que sólo modifica la carga del camión de diseño, en vista de las mayores cargas que actualmente están circulando por nuestras carreteras, la norma para este estudio se utiliza la AASHTO 2002.

2.4. CARGAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN

2.4.1 Empuje horizontal del suelo

Para determinar el empuje horizontal del suelo (E_a), existen varias teorías entre ellos los criterios que tienen en el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya que se tiene:

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi \quad \lambda_V = \lambda_H * \cot(\alpha - \delta)$$

$$\lambda_H = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$P_H = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + \frac{W_s}{c * h} \right) * \gamma_s \quad y = h * \frac{2 * \gamma_s * h + 3 * W_s / c}{3 * \gamma_s * h + 6 * W_s / c}$$

Donde:

P_H = Empuje horizontal del suelo.

α = Ángulo que forma el muro con el plano horizontal.

β = Ángulo de talud de la superficie libre del terreno (que forma con el plano horizontal)

φ = Ángulo de rozamiento interno. (Tabla 2.1).

δ = Ángulo de rozamiento entre terreno y muro.

h = Altura del terraplén (desde la base de fundación hasta la corona del espaldar).

γ_s = Peso específico aparente del suelo. (Tabla 2.1)

W/c = Carga uniformemente distribuida sobre el terraplén.

λH = Coeficiente de empuje activo horizontal.

λV = Coeficiente de empuje activo vertical.

Y = Distancia desde el punto de aplicación, desde la parte superior del terraplén.

Cuadro 2.1

Características empíricas de los terrenos

Clase de terreno	Peso específico γ_s (t/m ³)	Ángulo de rozamiento interno ϕ (grados)
Terrenos Naturales		
Grava y arena compactada	2,0	30
Grava y arena suelta	1,7	30
Arcilla	2,1	20
Rellenos		
Tierra vegetal	1,7	25
Terraplén	1,7	30
Pedraplén	1,8	40

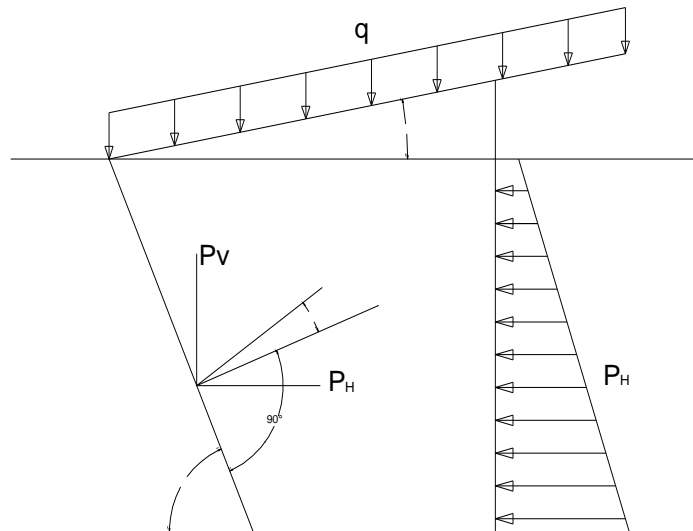


Figura 2.1 cargas del suelo

2.4.2. Sobrecarga del suelo.

El valor de la sobrecarga de suelo (ES) se recomendable es de 10 KN/m².

2.4.3. Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

El empuje vertical de suelo (EV) se determina con la siguiente fórmula:

$$Pv = (\gamma_s * \frac{h^2}{2} + W_s/h) * \lambda_v$$

Donde los términos ya fueron definidos en el subtítulo anterior ver punto de aplicación en la Figura 2.1.

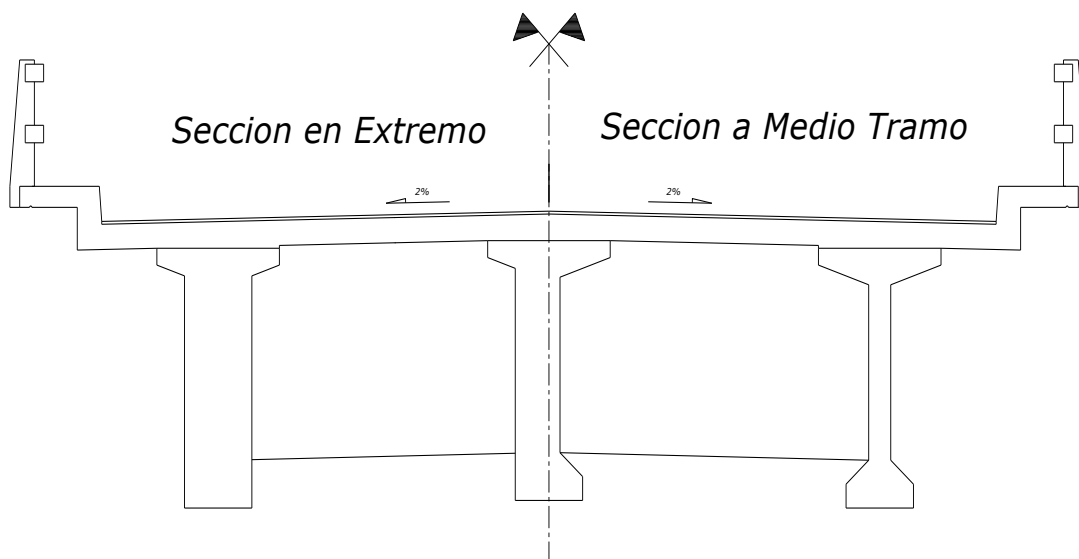
2.5. CONCEPTOS Y NORMAS PARA LAS CARGAS

Los puentes están constituidos de dos partes fundamentales que son la superestructura y la infraestructura.

Superestructura

Constituida en términos generales por las vigas de puente diafragma, tablero, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura o durmientes, rieles, etc.

Figura 2.2 Componentes en la Superestructura



Infraestructura

Todo conjunto de pilas (columnas intermedias) y estribos (muros de contención en los costados), con la función estructural específica de soportar las cargas y solicitaciones provenientes de la superestructura, recibirlas a manera de reacciones en los apoyos y a través de ella transmitir las de manera directa al suelo o terreno de fundación.

Los estribos además de esta función estructural, deben comportarse como muros de contención, al tener que contener el material de relleno recargado sobre las paredes posteriores a objeto de lograr el nivel de la rasante y calidad de transición para el tráfico.

Como elementos intermedios entre la superestructura y la infraestructura se tienen los aparatos de apoyo.

2.5.1. Cargas en la Superestructura

2.5.1.1. Postes y Pasamanos

Éstos se disponen en puentes donde las aceras y calzadas coinciden con la sección de los accesos a los mismos.

Para su cálculo se considera dos tipos de cargas:

Cargas Permanentes.-Como este tipo de carga se considera la carga por peso propio.

Cargas Móviles.- Estas sobrecargas son las cargas debido al viento, al peatón, etc.

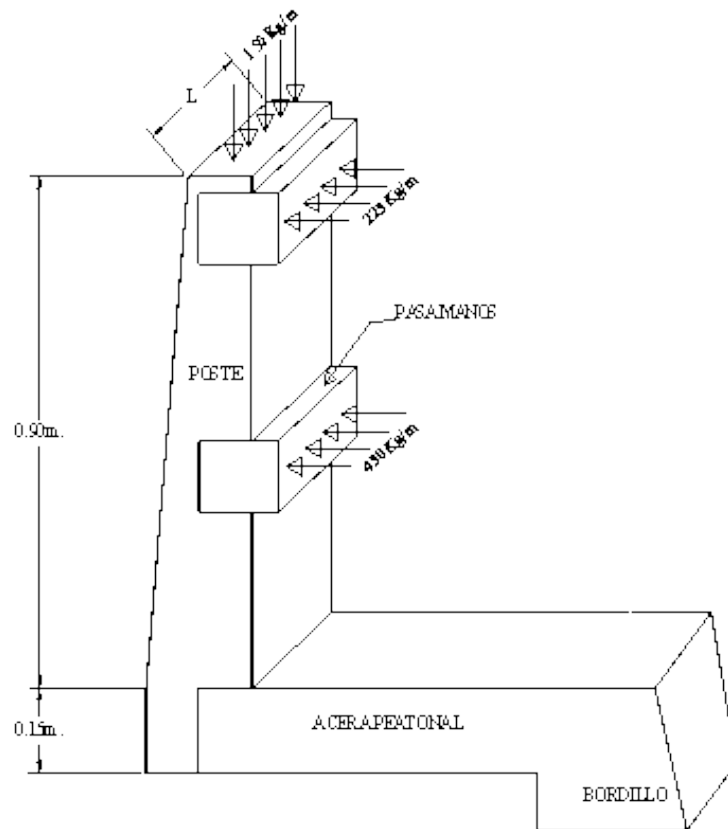
Los pasamanos pueden ser de fierro galvanizado o de Hormigón Armado.

La altura del pasamanos superior debe llegar a 0,90 m.

En los pasamanos peatonales se aplican simultáneamente cargas distribuidas de 75 Kg/m en el sentido vertical y ± 225 Kg/m en sentido horizontal.

La separación de postes se calcula según la longitud del puente; $(1,5 \leq S \leq 2,2)$.

Figura 2.3 Cargas en el Barandado



2.5.1.2. Acera Peatonal y Viga de Borde

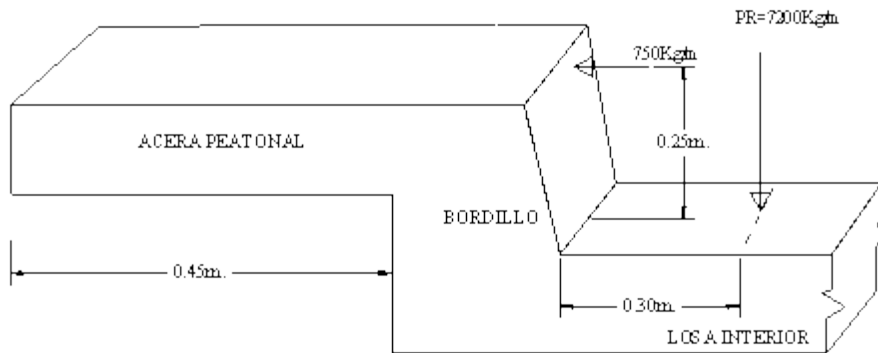
Los pisos de las aceras serán diseñadas para una carga viva de 4,15 KN/m².

Al calcular los esfuerzos en las estructuras que soportan aceras en voladizo, la acera será considerada cargada en su totalidad solamente a un lado de la estructura si es que esta condición produce los máximos esfuerzos.

Los bordillos de seguridad deben ser de uso ocasional de peatones, serán diseñados para las cargas especificadas anteriormente si es que el ancho del bordillo es mayor a 0,6 m porque de ser menor no se aplica la carga viva.

El ancho mínimo para que se pueda denominar acera es de 0,45 m.

Figura 2.4 Cargas en Acera y Bordillo



Choque

Es una fuerza horizontal de 7,5 KN/m provocada por el choque lateral de los vehículos contra los bordillos.

Se aplica a una altura máxima de 0,25 m por encima de la capa de rodadura, y en caso de que el bordillo sea de menor altura, ésta se aplicará en la parte superior.

2.5.1.3. Losa de Hormigón Armado

Longitud de las luces: Para tramos simplemente apoyados, la luz de cálculo es distancia de centro a centro de los apoyos.

Distancia de la Carga de la Rueda al Bordillo: En el diseño de losas, el de la carga de una de las ruedas traseras debe ser ubicado a 0,30 m de la del bordillo.

Losa Interior

Los momentos que incidieron en la losa exterior serán el momento por carga muerta, que no será más que la suma del momento debido al peso propio más el momento por rodadura.

El momento de la carga viva será:

$$M_{cv} = \frac{0,8 * (L_c + 0,61) * P}{9,75}$$

El momento por impacto será:

$$M_I = I * M_{CV}$$

Momento Último:

$$M_U = 1,3 * (M_{cm} + 1,67 * M_{CV+I})$$

La armadura de la losa será diseñada mediante:

$$\frac{As}{bd} = W \left(\frac{fc}{fy} \right)$$

$$W(1 - 0,59) = \left(\frac{Mu}{\phi fy bd^2} \right)$$

$$As_{min} = \left(\frac{14}{fy} \right) bd$$

Se compara con la armadura mínima y se asume el mayor.

Armadura de Distribución

En la parte inferior de todas, se dispondrá una armadura perpendicular a la armadura principal para proveer una distribución lateral de las cargas vivas.

La cantidad está dada como un porcentaje de la armadura principal requerida para el momento positivo de acuerdo a las siguientes expresiones:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{Lc}} \quad (\text{Máximo } 0,67)$$

Tensiones de Corte y Adherencia en las Losas

Las losas diseñadas para el momento flexor de acuerdo con lo anterior se consideran satisfactoriamente aseguradas para el corte y a la adherencia.

Losa Exterior

Dichas losas se diseñarán con las siguientes fórmulas:

- Ancho de Distribución de la Carga Viva.- La carga de la rueda en el elemento perpendicular al tráfico será distribuida en un ancho E dado por la siguiente expresión:

$$E = 0,8 * x * 1,14 \text{ (metros)}$$

$$\text{Momento por carga viva} = \frac{P * x}{E} \text{ (KN/m)}$$

Donde:

X = Distancia de la carga al punto de apoyo en metros.

2.5.1.4. Vigas Maestras

Para el diseño de las vigas las cargas actúan como puntuales tanto en el sentido longitudinal como en el transversal.

Si nos imaginamos una sección transversal de un puente, la reacción de cada fila de ruedas en el sentido longitudinal no incidirá en su totalidad sobre una sola viga, sino que la influencia sobre cada viga será de todas y cada una de las filas de ruedas. Para considerar esta influencia se tiene para las vigas interiores las denominadas fracciones de carga que son coeficientes en función de la separación “s” entre ejes de vigas.

Por otra parte, se debe ubicar el camión tipo a una distancia de 0.6 m. del bordillo y si se aplica pesos unitarios a las ruedas, la fracción de carga para las vigas exteriores será la reacción isostática sobre ella.

Longitud del Voladizo y Separación entre Vigas Maestras

Existen varios criterios para hallar los valores “a” y “s”, el criterio que se tomará es que:

$$f_{ci} = f_{ce}$$

Donde:

f_{ci} = Factor de carga interna.

f_{ce} = Factor de carga externa.

El momento flector en la viga interior sea igual al momento flector en la viga exterior:

$$M_i = M_e$$

1.1. Factor de carga interna.

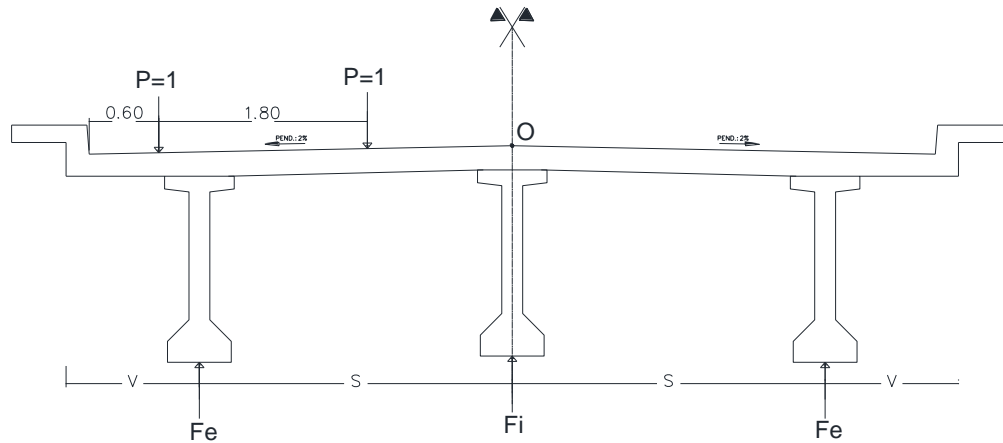
Para puentes sobre vigas **I** de hormigón prefabricado para dos o más fajas de tráfico

$$F_{ci} = 0,596 * s.$$

Donde:

s = separación promedio entre ejes de vigas longitudinales.

Figura 2.5 Posición de Cargas para Cálculo de Separación en Vigas



Cálculo de la Separación entre Vigas y Longitud del Voladizo

Para calcular la separación de vigas, primero se debe estimar el número de vigas (y la longitud del puente), de acuerdo al ancho de la calzada y la longitud del puente.

Donde:

Ancho de vía = L

Número de Vigas = N

Si hacemos: $\sum M_0 = 0$

$$(I) \quad s * fe = P*(v + s - 0,6) + P*(v+s-2,40)$$

Si $P = 1$ tendremos que:

$$(I) \quad s * fe = (2v + 2s - 3)$$

$$(II) \quad 2v + 2s = 7,30$$

(III) Condición para que tenga la misma sollicitación $fe = fi$

$$(III) \text{ en } (I) \quad s * fe = (7,3 - 3)$$

$$fe = (4,3/s)$$

De Tabla $fi = 0,596*s$ (dos fajas de tráfico) y como $fi = fe$

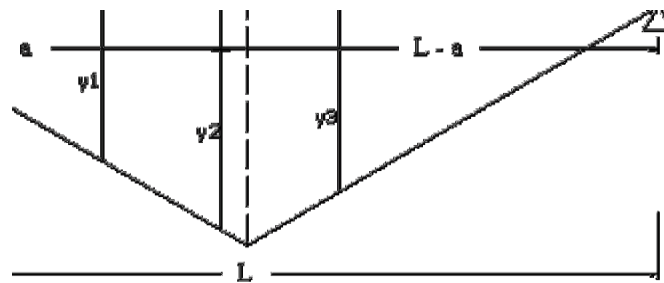
$$0,596*s = (4,3/s)$$

$$s*s - (4,3/0,596)=0$$

Resulta del resultado, de donde se adopta el valor más racional de s y en consecuencia se halla el valor de v .

El factor de carga adoptado será el mayor valor entre f_e y f_i .

Figura 2.6 Influencia de la Carga Viva



Para: a

$$Y = \frac{a*(L-a)}{L}$$

$$\frac{Y_1}{4} + Y_2 + Y_3 = f$$

Para la carga viva se aplica el teorema de Barré para una fila de ruedas y luego se afecta con la fracción de carga establecida inicialmente para que el momento solicitante sea por viga.

Las vigas para puente, son elementos dispuestos en la dirección del tránsito. Entre los aspectos que se requiere considerar en el diseño de las vigas, se incluyen los momentos flexionantes, a las fuerzas cortantes, el aplastamiento, pandeo del alma, el soporte lateral, la flecha y ocasionalmente la fatiga.

2.5.1.5. Sobrecarga viva.

Para la sobrecarga viva se adopta el camión de diseño de la nomenclatura internacional los tipos M y MS.

Los camiones M están formados por dos ejes de ruedas espaciados a 4.3 m con las ruedas pesando la cuarta parte de las traseras, cada eje consta de dos ruedas las que están espaciadas a 1.8 m.

Pertenecen a este grupo el M18 y M13,5 cuyos pesos son respectivamente de 20 y 15 toneladas inglesas (cada tonelada inglesa tiene 2000 libras).

Los camiones MS están formados por un camión M y su acoplado S; es decir, que el M es el detallado anteriormente y su acoplado corresponde a la adición de un eje trasero cuya separación es variable entre 4,3 y 9,0 m.

Figura 2.7 Detalle del camión tipo M

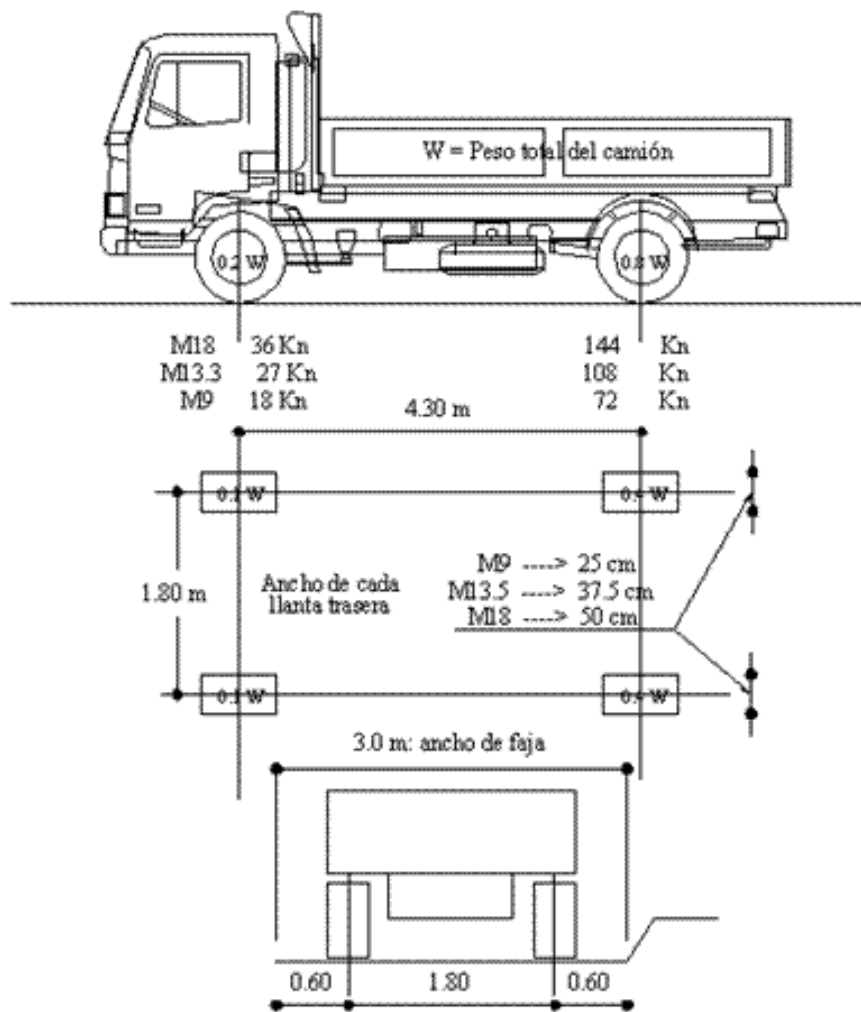
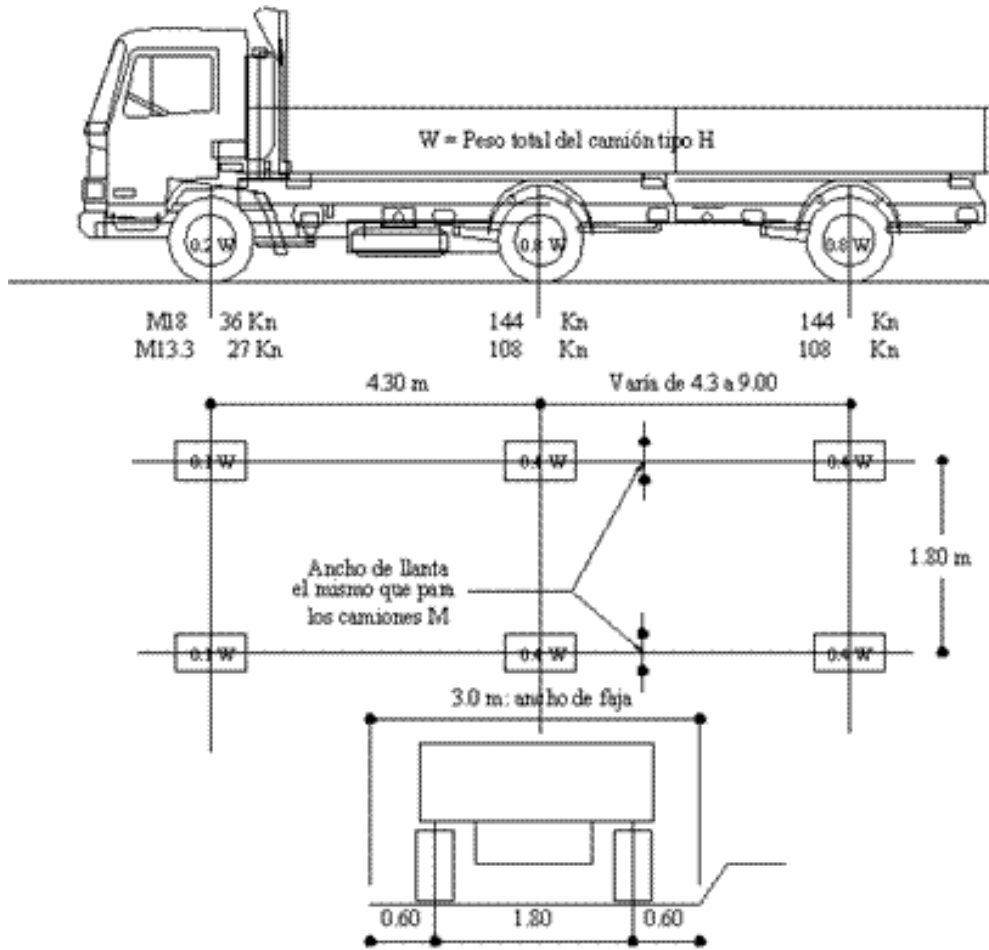


Figura 2.8 Detalle del camión tipo MS



2.5.1.6. Análisis por Flexión

En el caso de análisis por flexión las dimensiones del acero y del concreto, así como la magnitud y la línea de acción de la fuerza efectiva pretensora son generalmente conocidas. Si se dan las cargas, es posible que se desee calcular los esfuerzos resultantes y compararlos con los respectivos esfuerzos permisibles.

En contraposición en el diseño por flexión, se conocen los esfuerzos permisibles, y la resistencia de los materiales, se dan las cargas por soportar y el ingeniero debe determinar las dimensiones del concreto y el acero así como la magnitud y la línea de acción de la fuerza pretensora.

Estados de Carga

Tanto el análisis como el diseño del concreto Pretensado pueden necesitar de la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

- 1.- Pretensado inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando sólo P_i actúa en el hormigón.
- 2.- Pretensado inicial más peso propio del miembro.
- 3.- Pretensado inicial más la totalidad de la carga muerta.
- 4.- Pretensado efectivo, P_e , después de ocurridas las pérdidas más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas.
- 5.- Carga última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

En el nivel de cargas de servicio o por debajo de él, tanto los esfuerzos en el concreto como los actuantes en el acero están por lo general dentro del campo elástico. Sin embargo, si el miembro llega a sobrecargarse, es posible que uno o los dos materiales pueda ser esforzado dentro del campo inelástico, en cuyo caso, las predicciones de la resistencia última deben basarse en las relaciones reales no lineales de esfuerzo de deformación.

2.5.1.7. Esfuerzos Permisibles de Flexión

La mayoría de las especificaciones para la construcción de concreto pretensado imponen ciertas limitaciones a los esfuerzos en el hormigón y en el acero, para inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón y para cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Estas limitaciones, en el esfuerzo tratan de evitar daños al miembro durante la construcción y asegurar buenas condiciones de servicio mediante la limitación indirecta del ancho las grietas y la flexión. En la práctica actual, las especificaciones que limitan el esfuerzo proporcionan a menudo el punto de partida para la selección de las dimensiones de los miembros de hormigón Pretensado.

Los límites en el esfuerzo del hormigón que impone el código ACI, se resume en la tabla donde:

f'_{ci} = Resistencia del hormigón a compresión inicial.

f'_c = Resistencia del hormigón a compresión

Cuadro 2.2 Esfuerzos Permisibles en el Concreto de Miembros Preesforzados Sujetos a Flexión

1.- Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo (antes que ocurran las pérdidas del preesfuerzo) no deben exceder los siguientes valores.	Kg/cm²
σ_{ti} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado inicial.	$-0,8\sqrt{f'_{ci}}$
σ_{ci} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado inicial.	$-0,6 f'_{ci}$
2.- Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de considerar todas las cargas de preesfuerzo) no deben exceder los siguientes valores.	Kg/cm²
σ_{ts} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado final.	$1,6 \sqrt{f'_c}$
σ_{cs} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado final.	$-0,45 f'_c$

Los diferentes estados de carga, se resumen en dos etapas de cargas principales, expresadas a través de las siguientes ecuaciones:

1.- Etapa Inicial (Pi + Mmin.)

En esta etapa, actúan la fuerza de Pretensado inicial y las cargas muertas existentes, como ser el peso propio u otros.

$$-\frac{Pi}{Ac} + \frac{Pi * eo}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \leq \sigma_{ti}$$

$$-\frac{Pi}{Ac} - \frac{Pi * eo}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \geq \sigma_{ci}$$

2.- Etapa Final (n.Pj + Mmax.)

Esta etapa final de cargas, además de las cargas muertas de la etapa inicial, actúan las cargas de servicio y la fuerza de Pretensado final.

$$-\frac{n * P_i}{Ac} + \frac{(n * P_i * e_o)}{S_1} - \frac{M_t}{S_1} \geq \sigma_{cs}$$

$$-\frac{n * P_i}{Ac} - \frac{(n * P_i * e_o)}{S_2} + \frac{M_t}{S_2} \leq \sigma_{ts}$$

2.5.1.8. Factor de Eficiencia a la Flexión

Para el caso general de secciones transversales asimétricas, uno podría desear maximizar simultáneamente las relaciones S_1/Ac y S_2/Ac .

Como:

$$S_1 = \frac{I}{C_1} \quad \text{y} \quad S_2 = \frac{I}{C_2}$$

Estas relaciones pueden escribirse tal como sigue:

$$\frac{S_1}{Ac} = \frac{Ic}{Ac \times C_1} = \frac{r^2}{C_1}$$

$$\frac{S_2}{Ac} = \frac{Ic}{Ac \times C_2} = \frac{r^2}{C_2}$$

Así para valores de c_1 y c_2 , la sección transversal más eficiente es aquella que tiene el más grande radio de giro, esto es, aquella en la cual el área de hormigón se encuentra concentrada lo más posible hacia los extremos superior e inferior de miembro.

Los miembros del lado derecho de las ecuaciones 2.37 y 2.38 se reconocerán como las dimensiones inferior y superior del núcleo de la sección, respectivamente.

Resulta conveniente expresar las distancias, representadas por las ecuaciones de una manera adimensional, en la función de las distancias C_1 y C_2 a las caras superior e inferior del miembro. Con $K_1 = r^2/c_2$ y $K_2 = r^2/c_1$.

Estas relaciones son:

$$\frac{K_1}{C_1} = \frac{r^2}{C_1 * C_2}$$

$$\frac{K_2}{C_2} = \frac{r^2}{C_1 * C_2}$$

En consecuencia la expresión simple:

$$Q = \frac{r^2}{C_1 * C_2}$$

Donde:

Q = factor de eficiencia para la Sección adoptada

Puede usarse como una base conveniente para la estimación de la eficiencia a la flexión de varias secciones transversales con un peralte dado.

2.5.1.9. Variación de la Excentricidad a lo Largo del Claro

En otros puntos del claro, en donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de evitar sobrepasar los esfuerzos límite en el concreto cuando la viga se encuentra en el estado descargado. Contrariamente existe una excentricidad mínima o un límite superior para el centroide del acero tal que los esfuerzos límites en el concreto no se sobrepasen cuando la viga se encuentre en un estado completamente cargado.

Para indicar que tanto la excentricidad e como los momentos M_g o M_t son funciones de la distancia x desde el apoyo ellos se presentarán como $e(x)$ y $M_0(x)$ o $M(x)$, respectivamente.

Considerando primero el estado descargado, se halla que el esfuerzo de tensión en la parte superior de la viga no debe exceder a f_{ti} .

$$f_{ti} \geq -\frac{Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{e(x) * c_1}{r^2}\right) - \frac{Mo(x)}{S_1}$$

Resolviendo para la máxima excentricidad se obtiene

$$e(x) \leq \frac{f_{ti} * S_1}{Pi} + \frac{S_1}{Ac} + \frac{Mo(x)}{Pi}$$

En la parte inferior de la viga descarga, el esfuerzo no debe sobrepasar la compresión inicial límite.

$$f_{ci} \leq -\frac{Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{e(x) * c_2}{r^2}\right) + \frac{Mo(x)}{S_2}$$

De donde el segundo límite inferior para el centroide de acero resulta

$$e(x) \leq \frac{f_{ci} * S_2}{Pi} - \frac{S_2}{Ac} + \frac{Mo(x)}{Pi}$$

Considerando ahora que el miembro se encuentra en su estado totalmente cargado, se pueden hallar los valores límite superiores para la excentricidad.

$$f_{cs} \leq -\frac{Pe}{Ac} * \left(1 - \frac{e(x) * c_1}{r^2}\right) - \frac{Mt(x)}{S_1}$$

De la cual

$$e(x) \geq \frac{f_{cs} * S_1}{Pe} + \frac{S_1}{Ac} + \frac{Mt(x)}{Pe}$$

Y usando la ecuación

$$f_{ts} \geq -\frac{Pe}{Ac} * \left(1 + \frac{e(x) * c_2}{r^2}\right) + \frac{Mt(x)}{S_2}$$

De la cual

$$e(x) \geq -\frac{f_{ts} * S_2}{Pe} - \frac{S_2}{Ac} + \frac{Mt(x)}{Pe}$$

El límite inferior de la excentricidad del tendón se puede establecer para varios puntos sucesivos del claro. También se establece el correspondiente límite superior. Este límite superior bien puede ser negativo, lo cual indicaría que el centroide del tendón pueda estar por encima del centroide del concreto en aquel lugar.

Debe de recalcar que solamente en el centroide del tendón es el que debe caer dentro de la zona límite de los cables, los cables individuales están a menudo fuera de ella.

El perfil del tendón que a menudo se usa en la práctica es una curva parabólica a una catenaria, en el caso de las vigas postensadas. El ducto que contiene el acero del preesfuerzo se cuelga según la forma deseada y se fija en tal posición atándole con alambres al refuerzo transversal del alma. Después se puede colocar el concreto.

En vigas pretensadas a menudo se emplean tendones atirantados. Los cables se sujetan hacia abajo en el centro del claro y en sus puntos tercios y cuartos y se sujetan hacia arriba en los extremos, de tal manera de que se obtiene una curva suave con mayor o menor grado.

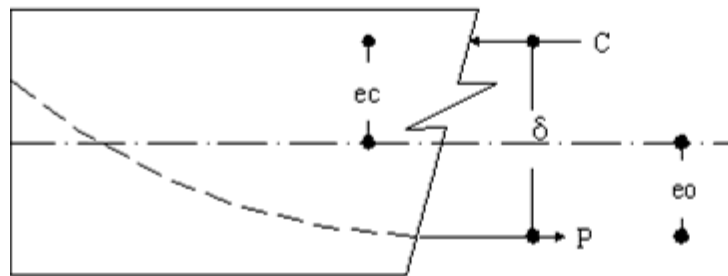
Para las vigas de un solo claro diseñadas con los métodos de balance de carga, el centroide del tendón debe pasar a través del centroide del concreto en los apoyos, debido a que los momentos de las cargas exteriores son cero en los apoyos.

2.5.1.10. Núcleo Límite y Zona Límite de Cables

El núcleo límite, está definido como el área de la sección dentro de la cual una fuerza de compresión axial de magnitud dada, pueda ser aplicada sin producir esfuerzos que superen los valores admisibles de los especificados por norma.

A diferencia del núcleo central, el núcleo límite depende además de la geometría de la sección, de la fuerza de pretensado y de la acción del momento flector en cualquier punto considerado de la viga.

Figura 2.9 Núcleo Límite y Zona Límite de Cables



Ahora bien, cuando solamente actúa la fuerza de pretensado, el centro de gravedad de compresión del hormigón coincide con el centro de tracción del acero; pero, a medida que el peso propio actúa el centro de compresión se desplaza hacia arriba una distancia $\delta = M_{\min}/P$; de la misma forma cuando se aplica la carga total transversalmente sobre la viga, el centro de compresión continua desplazándose hacia arriba una distancia $\delta = M_{\max}/P$ a partir de su emplazamiento original.

Por tanto, la excentricidad e_c dentro del núcleo límite, es variable a lo largo de la viga y puede escribirse de manera general como:

$$e_c = e_o - \frac{M}{P}$$

Su valor puede obtenerse a partir de las condiciones de esfuerzo. Así tenemos, la posición límite inferior K'_b de la resultante de compresión por debajo del eje neutro, de manera tal

que se produzca la tensión admisible de tracción δ_{ti} en la fibra superior de la sección, puede obtenerse a partir de la sección y a partir de la inecuación conocida:

$$\frac{Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{eo}{Kb}\right) + \frac{M_{\min}}{Wt} \geq \sigma_{ti}$$

$$\frac{Pi}{Ac} * \left(\frac{eo}{Kb} - 1\right) - \frac{M_{\min}}{Wt} \leq \sigma_{ti}$$

teniendo en cuenta además las siguientes relaciones:

$$\sigma_{gi} = \frac{Pi}{Ac} \quad \sigma_g = \frac{P}{Ac} = \frac{n * Pi}{Ac}$$

Reemplazando y haciendo operaciones se obtiene finalmente:

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi}\right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{gi}}\right)$$

De manera similar, se obtienen los valores restantes del núcleo límite para las cuatro principales condiciones de esfuerzo

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi}\right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{gi}}\right)$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi}\right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{gi}}\right)$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\max}}{nPi}\right) \leq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{cs}}{\sigma_g}\right)$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\max}}{nPi}\right) \leq Kt * \left(1 + \frac{\sigma_{ts}}{\sigma_g}\right)$$

dado que la variación de la excentricidad e_c , depende del valor de la fuerza de pretensado y la acción del momento flector aplicado; dos de estas condiciones ubicarán a la excentricidad por encima del eje centroidal de la viga y las otras dos por debajo del mismo. Sin embargo, para definir debidamente los límites, habrá de considerarse como máxima excentricidad del núcleo, los valores que se encuentren más próximos al eje centroidal, es decir:

K'_t : El menor valor algebraico de. $\left\{ \begin{array}{l} K_b (1 + \delta_{cs} / \delta_g \delta_{gi}) \\ K_b (1 + \delta_{cs} / \delta_g \delta_{gi}) \end{array} \right.$
 K'_b : El mayor valor algebraico de. $\left\{ \begin{array}{l} K_b (1 + \delta_{cs} / \delta_g \delta_{gi}) \\ K_b (1 + \delta_{cs} / \delta_g \delta_{gi}) \end{array} \right.$

Donde:

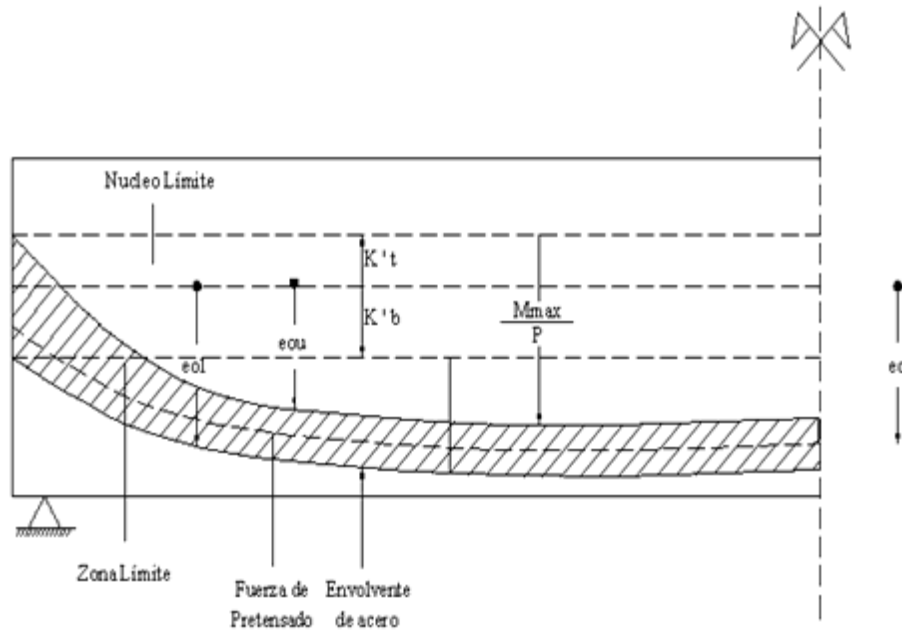
$K'_t =$ Excentricidad máxima superior del núcleo límite.

$K'_b =$ Excentricidad máxima inferior del núcleo límite.

De esta manera, queda definido el núcleo límite de la sección para la excentricidad e_c de la resultante de compresiones, debiendo satisfacer la condición:

$$K'_t \leq e_c \leq K'_b$$

Figura 2.10 Determinación de la Zona de Cables



La posición del núcleo límite de la sección y la posición admisible de la excentricidad e_c en sus límites superior e inferior, e_{cu} y e_{cl} , respectivamente, son:

$$e_{cu} = e_o - M_{max} / nP_i \geq K'_t$$

$$e_{clo} = e_o - M_{min} / P_i \leq K'b$$

Luego, estas mismas condiciones respecto del eje centroidal de la viga, quedan definidas de la siguiente manera:

$$e_{ou} = K't + M_{max} / nP_i$$

$$e_{oi} = K'bo + M_{min} / P_i$$

De donde se puede afirmar que:

$$e_{ou} \leq e_o \leq e_{oi}$$

Así como puede observarse que e_{ou} y e_{oi} definen la zona límite de cables de la viga.

2.5.1.11. Pérdida de la Fuerza de Pretensado

La fuerza de pretensado inicial P aplicado a una sección transversal de hormigón no es constante porque disminuye con el tiempo hasta alcanzar un valor final o permanente (ηP), donde η es el coeficiente de pérdida. Se suponen conocidos ηP y P . En efecto, se calcula ηP con la condición de tensión ≤ 0 en una fibra extrema para $T = Q$ y luego se fija η ; valor que debe ser verificado después de un análisis de las pérdidas o de la adaptación de un valor total de las pérdidas.

En general es importante el análisis de las pérdidas si estas se subestiman se producirán tracciones no previstas. Por el contrario, si dichas pérdidas se super estiman, se originarán deformaciones y tensiones no anticipadas.

Pérdidas Separadas.- Las pérdidas se las consideran como si ocurrieran en forma separada aunque se incluyen ciertos ajustes arbitrarios para tener en cuenta la interdependencia de las pérdidas dependientes del tiempo.

Las pérdidas se distinguen en:

Instantáneas.- Se generan en el momento de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón.

- FR = Pérdidas por fricción.
- DA = Pérdidas por desplazamiento de anclajes.

- ES = Pérdidas por acortamiento elástico del concreto.

Diferidas.- Están referidas en función del tiempo.

- CRs = Pérdidas por relajación del acero de pretensado.
- SH = Pérdidas por retracción de fraguado del concreto.
- FPc = Pérdidas por flujo plástico del concreto.

2.1.5.11.1. Pérdida por Fricción (FR)

En los miembros postensados, por lo general, los torones se anclan en un extremo y posteriormente se retiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. La pérdida total por fricción debida a la curvatura intencional del tendón. Estos efectos se consideran separadamente primero, y luego en forma combinada. Las pérdidas debidas a la fricción por deformaciones no intencionales del ducto se encontrarán presentes aún para los casos de tendones rectos, debido a que en los casos reales el ducto no puede ser perfectamente recto. La cantidad de pérdidas depende del tipo de tendón y el ducto a emplearse, así como del cuidado que se tome durante la construcción.

La deformación de estas pérdidas se basa principalmente en los valores de μ y k que representan el coeficiente de fricción por curvatura y el coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto respectivamente, estos valores que han sido obtenidos experimentalmente por grandes laboratorios especializados, se muestra en la tabla para distintos tipos de acero.

La estimación de las pérdidas, pueden ser calculadas mediante la siguiente expresión:

$$FR = f_{ps} - f_{ps}(x)$$

Que es lo mismo

$$FR = f_{ps} * (1 - e^{-(u\infty + kv)})$$

$$f_{ps}(x) = f_{pj} * (1 - e^{-(u\infty + kv)})$$

Donde:

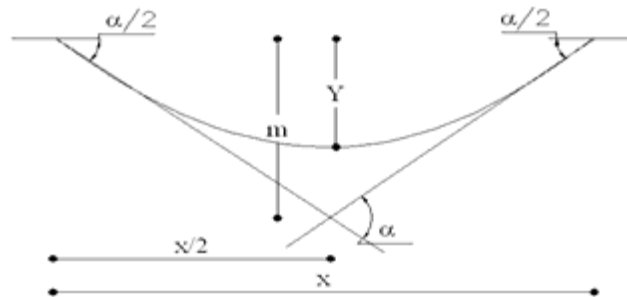
FR = Pérdida por fricción

- f_{pi} = Tensión del cable en el gato
- $f_{ps(x)}$ = Tensión del cable en la longitud x
- e = Función exponencial
- μ = Coeficiente de fricción por curvatura
- α = Angulo central de desviación por la curvatura del cable
- k = Coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto
- x = Longitud del cable en la sección considerada

Si la curva es relativamente suave, como generalmente es el caso, será suficiente un cálculo aproximado. En la figura, si el ángulo central es α , la pendiente en cada extremo es $\alpha/2$. Entonces:

$$tg \frac{\alpha}{2} = \frac{m}{x/2} = \frac{2 * m}{x}$$

Figura 2.11 Ángulo y Pendiente de Trayectoria



La distancia m es aproximadamente igual a 2 veces la flecha “ Y ”. También para ángulos pequeños, la tangente de un ángulo es aproximadamente igual al ángulo mismo, medido en radianes. En consecuencia

$$\alpha = \frac{8Y}{X} \text{radianes}$$

Cuadro 2.4 Coeficiente de Fricción para Torones

Tipo de Tendón	Coef. de Desviación Km/m	Coef. de Curvatura μ
Tensores En Forro Metálico de Alambre	0,0033 - 0,0066	0,15 – 0,25

Barras De Alta Resistencia	0,0033 – 0,0020	0,08 – 0,30
Cable De 7 Alambres	0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,25
Tensores No Adheridos Con recubrimiento Bituminoso de Alambres	0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15
Cable De 7 Alambres	0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15
Tensores No Adheridos Pre-Engrasados de Alambre	0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15
Cables De 7 Alambres	0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15

2.5.1.11.2. Pérdida por Deslizamiento de Anclajes (DA)

En pos-tensado, después del anclaje, se produce en muchos casos hundimiento o pérdidas de alargamiento y la correspondiente disminución de tensión; posteriormente las cuñas o anclajes definitivamente por la tensión del cable.

Estos hundimientos δ en los anclajes son del orden de 6 a 8 mm para torones; y en los sistemas Freyssinet para cables 12/5 y 12/7 son de 4 y 6 mm respectivamente.

La distancia X hasta donde llega el efecto del hundimiento es variable y las pérdidas de tensión Δf_{ps} se calculan tres diferentes casos. Así tenemos:

$$X = \sqrt{\frac{Eps \delta l}{z}}$$

$$z = f_{pj} - f_{ps}(l)$$

$$f_{ps} = f_{pj} e^{-(kl + \mu \alpha)}$$

donde:

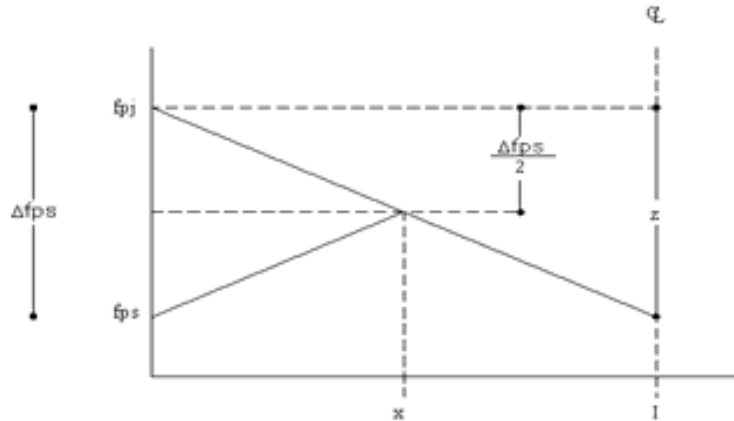
Da = Pérdida de tensión debido al deslizamiento de anclajes

Eps = Módulo elástico del acero pretensado

δ = Hundimiento de anclaje que normalmente está dado entre 4 y 6 mm para cables y entre 6 y 8 mm para torones.

- X = Distancia hasta donde llega el efecto del hundimiento
- I = Distancia de un extremo al eje de simetría de la viga ($I=L/2$)
- Z = Pérdida por fricción en la longitud I.
- f_{pj} = Tensión del acero pretensado en el gato o en el anclaje ($0.7 f_{pu}$)
- f_{ps} = Tensión en el acero a una distancia I del extremo

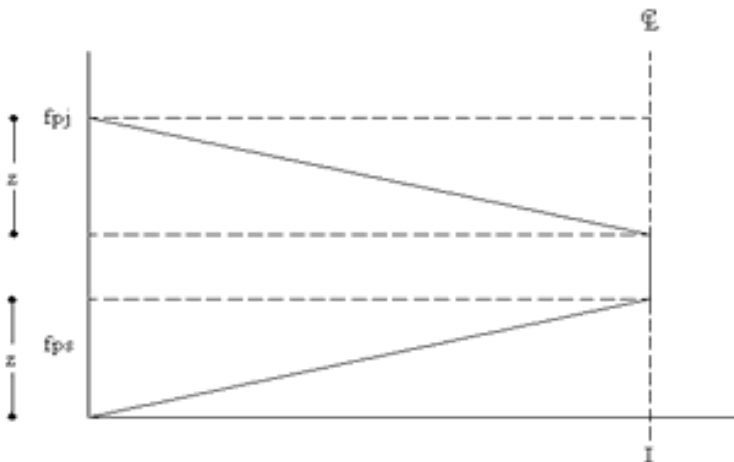
1. Primer Caso: $X < I$

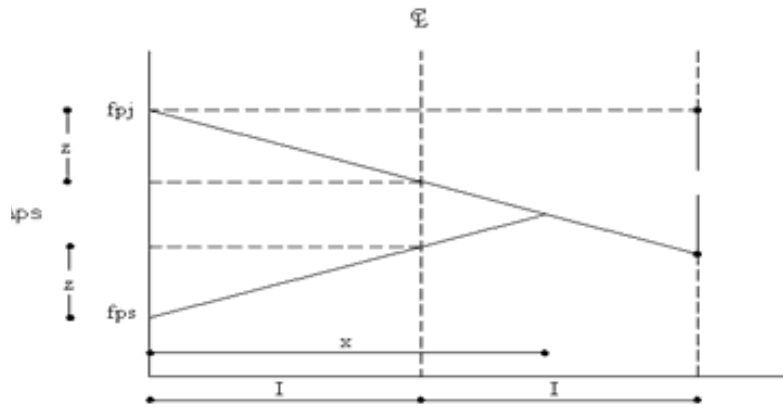


Para tesado de uno o ambos lados:

$$DA = 2E_{ps} \frac{\delta}{X}$$

2. Segundo Caso: $X > I$





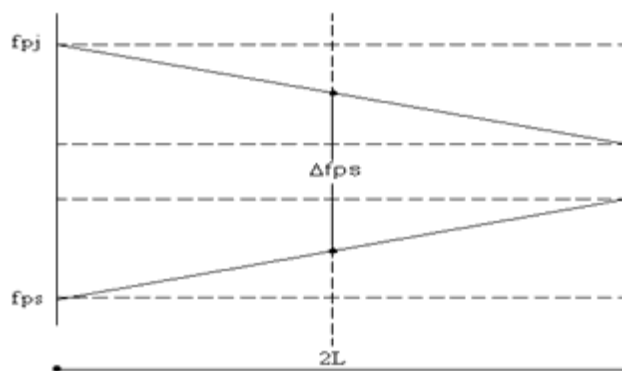
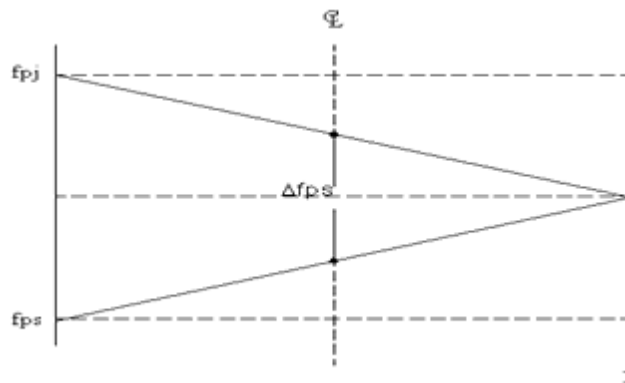
Para tesado de un solo lado:

$$DA = 2E_{ps} \frac{\delta}{X} - 2Z$$

Para tesado de ambos lados:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{X} - Z$$

3. Tercer Caso: $X \geq 2I$



Para tesado de un solo lado:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{2I}$$

Para tesado de ambos lados:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{I} - Z$$

2.5.1.11.3. Pérdida por Acortamiento Elástico del Concreto

Para vigas Pos-tensadas

$$ES = 0,50 [Es / Ec] f_{cgs}$$

Donde:

Ec: Módulo de elasticidad del H° en el momento de tesado

Es: Módulo de elasticidad del acero pretensado

f_{cgs} = Esfuerzo en el hormigón en el centroide del cable debido a la fuerza de pretensado y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{cgs} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e_o^2}{I_g} - \frac{M_{min} * e_o}{I_g}$$

2.5.1.11.4. Pérdidas por Relajación del Acero de Pretensado

Son las caídas de tensión en el acero producido a deformación constante.

La pérdida debido a la relajación del acero se estimará mediante las fórmulas.

En Miembros Pretensados:

Para aceros comprendidos entre 250 y 270 ksi

$$CR_s = 1379 - 0,4 ES - 0,2 (SH + CR_c) \quad [Kg/cm^2]$$

En Miembros Postesados:

Para aceros comprendidos entre 250 y 270 ksi

$$CR_s = 1379 - 0,3 FR - 0,4 ES - 0,2 (SH + CR_c)$$

Para aceros comprendidos entre 240 y 250 ksi (1600 y 1700 Kg/cm²)

$$CR_s = 1241 - 0,3 FR - 0,4 ES - 0,2 (SH + CR_c)$$

Para aceros menores a 240 ksi (1600 Kg/cm²)

$$CR_s = 206,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

CR_s = Pérdida de esfuerzo debido a la relajación del acero

ES , SH , CR_c = Pérdida de esfuerzo debido a la retracción, acortamiento elástico y fluencia del hormigón expresadas en Kg/cm^2 , respectivamente.

2.5.1.11.5. Pérdida por Retracción del Hormigón

La retracción es un fenómeno químico que se produce durante el fraguado del hormigón y que origina cambios de volumen del elemento que se construye.

El acortamiento originado depende factores como ser las condiciones de humedad del ambiente, el contenido de agua de la mezcla, el tipo de curado empleado, etc. A la vez retracción provoca una reducción en la deformación del acero pretensado. Estas pérdidas son posibles de estimar en forma práctica a través de la siguiente relación:

En Miembros Postesados:

$$SH = 0,80*(1172,40 - 10,34*RH)$$

Donde:

SH = Pérdida por contracción de fraguado del Hormigón, medida en Kg/cm^2

RH = Humedad relativa ambiente promedio anual en porcentaje (0 a 100)

Cuadro 2.5 Valores de Humedad Relativa del Medio Ambiente

Ambiente	Humedad Relativa Aproximada
En el agua	100 por 100
En atmósfera muy húmeda	90 por 100
En ambiente medio	70 por 100
En atmósfera seca	40 por 100

2.5.1.11.6. Pérdida por Fluencia o Flujo Plástico del Concreto

La fluencia o escurrimiento plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ello continúa deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio; pero, disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente.

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. Sin embargo, la pérdida de esfuerzo en el acero asociada con la fluencia del hormigón, puede determinarse mediante la expresión:

$$\Delta f_{s_{flujo}} = FPc = Cc * n * f_c$$
$$f_c = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i * e_o^2}{I_g} + \frac{M_o * e_o}{I_g}$$

Donde:

FPc = Pérdida por fluencia del hormigón.

f_c = Esfuerzo en el concreto al mismo nivel del centroide del acero inmediatamente después de aplicar el preesfuerzo.

2.5.1.11. Pérdida Total en Elementos Pos-Tensados

En miembros pos-tensados, la pérdida total de presfuerzo viene dado por el efecto combinado de los siguientes factores:

$$\Delta f_T = SH + ES + CRc + CRs + FR + DA$$

Donde:

Δf_T = Pérdida total de presfuerzo

SH = Pérdida debido al retracción del hormigón

CRs = Pérdida debido a la relajación del acero

CRc = Pérdida debido a la fluencia del concreto

FR = Pérdida debido a la fricción de los cables

DA = Pérdida debido al deslizamiento de anclajes

ES = Pérdida debido al acortamiento elástico del hormigón

Luego, la relación de la tensión de pretensado efectivo f_{pe} versus la tensión de pretensado inicial f_{pi} en elementos pos-tensados, resulta:

$$f_{pe} = 0,70 * f_{pu} - \Delta f_T$$

$$f_{pi} = 0,70 * f_{pu} - FR - DA - ES$$

$$n = f_{pe} / f_{pi}$$

2.5.1.12. Diseño por Cortante del concreto

El diseño debe basarse en el miembro cargado con estado de sobrecarga hipotético, con las cargas muertas calculadas y las vivas de servicio multiplicadas por los usuales factores de sobrecarga, excepto cuando se especifique otra cosa.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante debe de basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas o cortante último

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, tomando igual a 0.85 para cortante.

$$V_u = 1,3(V_{cm} + 1,67(V_{cv} + V_i))$$

La resistencia nominal al cortante V_n , se calcula de la ecuación

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante de la sección proporcionada por el refuerzo para cortante.

El código ACI sugiere la siguiente expresión simplificada:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$A_v = (3,5/2) \cdot (b \cdot s / f_y)$$

2.5.1.13. Verificación a la Flexión en el Estado Último o de Rotura

Si se toman las medidas adecuadas para la transformación de las fuerzas cortantes horizontales, a través de la cara de contacto entre los componentes de un miembro compuesto, entonces puede considerarse efectiva toda la sección transversal en el cálculo de la resistencia última a flexión.

Para grandes deformaciones de compresión, la diferencia entre módulos de elasticidad del concreto colocado in situ y el precolado, la cual condujo al empleo del ancho del patín a compresión transformado en los cálculos elásticos, no tiene significación y consecuentemente, los cálculos deben basarse en la totalidad del ancho efectivo del patín; más aún, la discontinuidad relativamente pequeña en las deformaciones en la cara de contacto entre el concreto precolado no compuesta, puede ignorarse sin consecuencias serias de este estado.

La resistencia última a la flexión se determinará tomando base la expresión aproximada del ACI para los esfuerzos en el acero en la falla.

La cuantía de acero a tensión es:

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd}$$

Donde:

A_p = Área nominal del cable

b = Ancho efectivo

d = Altura del canto útil

Se hallará el esfuerzo en el acero a la falla basándose en las relaciones aproximadas contenidas en el código ACI.

Para elementos con tendones adheridos

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - 0,5 \rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

Donde:

$$f_{ps} = \text{Esfuerzo de falla [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{pu} = \text{Resistencia del acero pretensado [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f'c = \text{Resistencia de compresión del concreto de la losa [Kg/cm}^2\text{]}$$

El esfuerzo de falla no debe sobrepasar el esfuerzo de fluencia f_{py}

$$f_{ps} < f_{py}$$

2.5.1.13.1. Resistencia Nominal a la Flexión y Resistencia de Diseño

Bajo el supuesto que la altura del bloque de esfuerzo no es mayor que el espesor del ala se aplicará:

$$a = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f'c * b}$$

De este cálculo tentativo se verifica que si a excede o no el espesor de ala superior, para que sea válido debe ser menor que el espesor del ala.

La resistencia nominal a la flexión será:

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

Si la altura del bloque de esfuerzos excede el espesor promedio del ala, el método para calcular la resistencia a la flexión corresponderá hallar:

El acero que actúa con las aletas sobresalientes es igual a:

$$A_{pf} = 0,85 \frac{f'c}{f_{ps}} (b - b_w) * h_f$$

El área restante de acero de preesfuerzo es:

$$A_{pw} = A_{ps} - A_{pf}$$

La altura real del bloque de esfuerzo será con la ecuación siguiente:

$$a = \frac{A_{pw} * f_{ps}}{0,85 * f'c * b_w}$$

La resistencia nominal a la flexión es:

$$Mn = A_{pw} f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right) + A_{pf} f_{ps} \left(dp - \frac{hf}{2} \right)$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi Mn = 0,9 * Mn$$

$$Mu = 1,3 * (Mo + 1,67 * Mcv)$$

$$Mu < \phi Mn$$

Límites del Refuerzo

Para vigas corrientes de concreto reforzado, se establece un límite superior en la cuantía de acero a tensión igual a 0,75 veces la cuantía balanceada de acero, con el fin de garantizar que en caso de que ocurra la falla a flexión, ésta sea una falla dúctil con amplio agrietamiento y grandes deflexiones antes de que se alcance el colapso eventual. En Código ACI 18.8.1 se presenta la correspondiente disposición para vigas preesforzadas planteada de manera muy sencilla.

Verificación para determinar si la viga puede considerarse una viga preesforzada y subreforzada:

$$\frac{0,85 * a}{dp} \leq 0,36 * \beta_1$$

Mínimo Refuerzo Adherido

Para controlar el agrietamiento en vigas y en losas preesforzadas en una dirección debe adicionarse en forma de barras no preesforzadas, uniformemente distribuidas en la zona de tensión y tan cerca como sea posible de la cara de tensión.

La cantidad mínima de este refuerzo es:

$$As = 0,0018 * b * h$$

Donde A es el área de la parte de la Sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la Sección transversal bruta de concreto.

2.5.1.14. Estudio Geotécnico

La exploración del subsuelo se realizó a través de pozos a cielo abierto, método que más eficaz para el estudio y conocimiento de las propiedades de los diferentes estratos. La profundidad de un pozo de exploración está determinada por las necesidades de resistencia requeridas por el estudio. La medida de la resistencia del suelo, realiza a través de diversos métodos, entre los cuales el de mayor aplicabilidad es el método SPT (Ensayo estándar de penetración).

El estudio geotécnico de la zona se basó en la exploración del subsuelo para conocer las características estructurales del mismo. El ensayo de penetración estándar SPT y análisis de suelos correspondiente arroja los siguientes resultados:

Se observa en el perfil geológico la presencia de tres dos de estratos, en el primero se puede ver un tipo de suelo compuesto por material orgánico en una profundidad de 0.35 m, y un segundo tipo de suelo compuesto de espesor mayor al ensayado de gravas mal graduadas medianamente compactas y arenas limosas con presencia de piedras de diámetros mayores a 40 cm. con presencia de nivel freático a 3.0 m de profundidad, situación que debe ser considerada para la etapa de la construcción.

Del estudio de carga directa SPT han resultado los siguientes datos. Para el Pozo N° 1 Ubicado en el Estribo de la margen derecha del río se tiene una mezcla de arena y limo, correspondiente a un suelo SM según la clasificación unificada y un suelo A-1-b según la clasificación AASTHO, con una resistencia o capacidad portante de 2,5 Kg/cm². El pozo N° 2 ubicado en el otro margen se tiene una mezcla de arena y limo, corresponde a un suelo SM según la clasificación unificada y un suelo A-2-4 según la AASTHO con una capacidad portante de 2,8 kg/cm². Los suelos ensayados se encuentran exentos de material plástico, razón por la cual no tienen límites de Atterberg.

Ángulo Fricción Interna

De recomendaciones técnicas según el tipo de suelo se adopta para el diseño un valor

$$\varphi = 35^\circ$$

Coefficiente de Empuje Activo del Suelo. Se determina en la siguiente expresión

$$Ka = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} : Ka = 0.27$$

2.5.2. Cargas en la Infraestructura

2.5.2.1. Alternativas de Estribos

Se analizaron las alternativas técnico-económico de un estribo de de H°A° con el objeto de plantear el más adecuado, de acuerdo a las solicitudes y condiciones de sitio de la obra. Para las dimensiones de estribo, de acuerdo a estudios comparativos, un estudio de H°A° brinda una mejor respuesta a las condiciones impuestas por el sitio de emplazamiento.

De igual manera para las dimensiones obtenidas de un prediseño de estribos de ambos materiales y sobre la base de precios unitarios ha resultado más económico un estribo de hormigón armado, de manera que se adopta como alternativa óptima el diseño de estribos de dicho material.

2.5.2.2. Estados de Carga para Estribos

Se realizó los análisis de estabilidad y verificaciones de esfuerzos en las fundaciones en estados de carga detallados en la memoria de cálculo.

2.6. Diseño de accesos

2.6.1. Diseño de curvas horizontales simples

Tangente	$T = R \cdot \operatorname{Tan}(\Delta/2)$
Externa	$E = R \cdot (\operatorname{Sec}(\Delta/2) - 1)$
Flecha	$f = R \cdot (1 - \operatorname{Cos}(\Delta/2))$
Desarrollo de curva	$D = (\pi \cdot R \cdot \Delta) / 180$
Longitud de curva	$Lc = 2 \cdot R \cdot \operatorname{Sen}(\Delta/2)$

2.6.2. Diseño de curvas verticales en cima

Distancia de visibilidad para parar $do = ((V \cdot t) / 3,6) + (V^2 / 254 \cdot (f + i))$

Longitud mínima de la curva vertical $L_{min}=2*do-(2*(H+h)^2/P)$

Donde:

V= Velocidad de proyecto, en Km/h.

t= Tiempo de reacción y percepción del conductor que varía de 1,5-2,0 en S.

f=Coefficiente de fricción que varía de 0,2-0,9

i= Pendiente de entrada de la curva vertical, en decimales.

H=Altura del ojo del conductor en un vehículo liviano, en m.

h=Altura del chasis del vehículo con respecto al nivel de la calzada 0,15, en m.

P=Diferencia algebraica de pendientes.

III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. ESTUDIO TOPOGRAFICO

Se realizó un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior, se realizó un levantamiento abarcando una superficie de más o menos 100 m aguas arriba y 100 m aguas abajo del río y de igual forma en los dos extremos para los accesos.

Los puntos obtenidos fueron procesados por un software obteniéndose las curvas de nivel y otros plasmados en planos y se presentan en el anexo correspondiente.

3.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El estudio geotécnico de la zona se basó en la exploración del subsuelo para conocer las características estructurales del mismo. El ensayo de penetración estándar SPT y análisis de suelos correspondiente arroja los siguientes resultados:

Se observa en el perfil geológico la presencia de 2 tipos de estratos, en el primero se tiene un suelo compuesto por material orgánico en una profundidad de 0,35 m, y un segundo tipo de suelo compuesto de espesor mayor al ensayo de gravas mal graduadas y arenas limosas medianamente compactas con presencia de piedras de diámetros mayores a 40 cm.

Del estudio S.P.T se han obtenido dos resultados en el margen derecho se tiene una capacidad portante de 2,5 Kg/cm² y en el margen izquierdo se tiene una capacidad portante de 2,8 Kg/cm².

Para fines de cálculo para las fundaciones de ambos estribos se adopta una capacidad portante del suelo de 2,5 kg/cm².

3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Se estudió las características de la cuenca del río Colón presentados en su anexo correspondiente dicta como sigue:

- Presenta un área igual a 68,4279 Km².
- El río tiene una tendencia de crecidas rápidas y sostenidas, la cuenca es de forma oval más o menos alargada

- El río nace en los extremos con pendientes fuertes y se suaviza en las zonas bajas.

3.4. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

3.4.1. Diseño del barandado

Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia del barandado SDC-3 baranda construida con pasamanos y postes de hormigón armado de una altura de 0,90 m. según especificaciones de la norma AASHTO standar. Los postes de hormigón diseñados para resistir un impacto de choque vehicular de 45 KN.

Los postes se distribuyeron con una distribución de 2 metros de manera de reducir el peso propio que éste ocasiona.

3.4.2. Diseño de vereda

Las veredas se diseñaron con un ancho de 0,67 m. con un espesor de losa de 0,15 m. Ubicadas a ambos lados de la calzada del puente, éstas están diseñadas para resistir la carga de una rueda del camión de diseño y además al choque vehicular de un vehículo liviano.

3.4.3. Separación de vigas

Para la separación de las vigas se tomó referencia de la norma estándar a través del uso de la fracción de carga, resultando una separación de 2,70 m. entre vigas con un volado de 0.67 m en ambos extremos, el número de vigas determinadas 3.

3.4.4. Diseño de la losa de hormigón armado

La losa del puente se diseñó con un espesor de 0,20 m. vaciada en sitio, dimensión que cubre todas las exigencias de norma, con una calzada de dos vías de tráfico de un ancho total de 7,30 m., una longitud de 40,60 m. y una pendiente transversal de 2% para el drenaje pluvial. Todo el cálculo estructural de la losa está plasmado en su anexo correspondiente.

3.4.5. Diseño de las vigas de hormigón.

Las vigas de hormigón pretensado tienen una sección I tipo AASTHO con una altura de 1.85 m formando una estructura simplemente apoyada.

Están diseñadas con un pretensado total, en combinación de armadura de refuerzo para solicitaciones de corte.

3.4.6. Diseño de diafragmas de hormigón armado.

Los diafragmas se diseñaron lo más rígido posibles ya que éstos cumplen la función de transmitir la carga de la losa a las vigas, además de rigidizar la estructura.

Estas vigas fueron distribuidas en forma transversal a lo largo del puente con separaciones de $\frac{1}{4}$ de luz de la viga las cuales se dan las dimensiones en los planos y el cálculo se muestra en su anexo correspondiente.

3.4.7. Juntas de dilatación

Para las juntas de dilatación con el objetivo de proteger los bordes se colocó tanto en el borde del estribo como en el de la losa del puente un perfil angular de fierro de $4'' \times 4'' \times \frac{3}{8}''$ en combinación con barras de acero estructural de 10 mm de diámetro cada 20 cm esta junta de dilación debe ser rellena con material flexopreno para evitar las partículas de tierra que perjudiquen la dilatación del hormigón. Todos los componentes de la junta de dilatación no tiene diseño alguno pero algunos libros recomiendan dimensiones.

3.5. DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

3.5.1. Diseños apoyos de neupreno

El diseño de los aparatos de apoyos (neuprenos compuestos) se lo realizó tomando en cuenta el análisis de la máxima reacción sobre los apoyos de la cual resultó 3 placas de neupreno compuesto y 2 chapas metálicas cuyas dimensiones son de 40 x 40 x 5 cm.

3.5.2. Diseño de Estribos

De la variedad de tipos de estribos aquí se empleó el estribo tipo ménsula o voladizo ya que es más conveniente para las dimensiones exigidas por la estructura.

La altura de ambos estribos es de 10,50 m, diseñados con fundaciones flexibles lo cual se detalla en su anexo correspondiente.

3.6. DISEÑO DE ACCESOS

Con el levantamiento de campo realizado y sin modificar mucho el trazo que ya existía por los terrenos de cultivos aledaños se realiza el mínimo acceso posible debido a que a futuro en caso de asfaltado del tramo, se realizará según las normas que empleen en esos momentos, se diseñó curvas horizontales simples y curvas verticales en cima utilizando un software de computador plasmados en planos.

3.7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Se desarrollaron especificaciones técnicas de forma general los cuales muestran los requisitos mínimos que se tienen que cumplir para la ejecución de cada ítem correspondiente al emplazamiento del puente ya que para estos tipos de obra se debe tener mucho en cuenta la calidad materiales que serán utilizados y un control riguroso de la calidad de la obra.

3.8. PRECIOS UNITARIOS

Los precios unitarios se desarrollaron por ítems se utilizaron precios actuales de los materiales, mano de obra, maquinaria, herramienta menores, gastos administrativos, utilidad e impuestos normado por ley.

3.9. PRESUPUESTO

El presupuesto necesario para para poder construir esta obra será de Bs. 2.835.444,51 para la construcción y Bs 209.927,69 para la supervisión haciendo un total de costo del proyecto de Bs 3.045372,20.

3.10. PAN DE EJECUCIÓN

Se desarrolló un cronograma de ejecución de obra la cual dicta el tiempo máximo para desarrollar todos los ítems de obra.

El tiempo según cronograma es 180 días calendarios.

IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

4.1. CONCLUSIONES.

- Con los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, etc.) y seleccionando la mejor alternativa, tomando en cuenta los aspectos técnicos, sociales y económicos además que este tramo se lo quiere asfaltar a futuro podemos determinar que un puente de vigas de hormigón pretensado de 40,60 m., es la estructura adecuada para el lugar de emplazamiento.
- El lugar de emplazamiento del puente no sufre modificación al trazo del camino existente, esto por motivo de no afectar a los vecinos del lugar con sus terrenos de cultivo lo que ocasionaría un conflicto social, lo que hace que los accesos no sufran modificaciones significativas.
- Es más conveniente que los puentes sean de un solo tramo, cuando éstos cumplan con las luces o longitud de puente puesto que se tiene mejores condiciones hidráulicas, las pilas centrales ocasionan condiciones hidráulicas desmejorables.
- El estudio de suelos se lo realizó en época seca se excavaron posos de 3,00 m de profundidad para los ensayos de SPT no realizando a mayor profundidad por seguridad y motivo económico, pero se pudo notar que el suelo escavado tiene las características de un suelo aluvial compactado. Sin embargo debido a la socavación y estabilidad de los estribos se vio la necesidad de fundar a mayor profundidad que dicta los ensayos.
- Como es un suelo aluvial con presencia de algunas piedras no son tan confiables los resultados del ensayo SPT por lo que se adoptó una resistencia menor del suelo para el cálculo estructural.
- De todas las cargas que se pudo observar todas presentan diferentes tipos de acciones y efectos.
- Dentro de los efectos propios de la estructura podemos mencionar el efecto de la retracción y fluencia que en proporciones o longitudes mayores producen una gran fuerza en la estructura.

- Siempre debemos tener muy en cuenta las cargas accidentales que producen efectos que a veces no se los puede predecir.
- En el análisis de las vigas, según varias teorías se determina que la sección transversal pretensada más eficiente es la sección con patines que corresponde a la sección I que es la de sección de menor peso. En las secciones transversales se fueron tanteando las dimensiones de manera que satisfaga los parámetros de diseño que deben cumplirse con el propósito de encontrar la viga más económica y que proporcione la resistencia necesaria para obtener mayor altura adoptamos la altura de la loza más de la viga como una sola altura de viga, llegando a la conclusión de que esta nueva altura es importante para la verificación a la resistencia última a la flexión. Si sólo tomamos en cuenta la altura de la viga no verifica a la flexión de esta manera es importante el trabajo en conjunto con la sección precolada y la sección compuesta.
- Se tiene bloques de anclaje en los extremos de cada viga debido a las fuerzas que se generan para el pretensado, donde se colocan cuñas para sostener el cable, su longitud está de acuerdo a la altura de la viga y a detalles constructivos para la ubicación de las cuñas.
- Una de las conclusiones obtenidas del porque la viga presenta el patín superior mayor que el patín inferior, esto se debe a que el patín superior presenta esfuerzos de compresión mientras que el patín inferior no presenta esfuerzos; salvo que se presente una sobrecarga, entonces el patín inferior experimenta esfuerzos de tensión y se producen fisuras.
- Los diafragmas construidos en el puente que se encuentran perpendiculares a las vigas principales se los construyó, para evitar los desplazamientos laterales entre las vigas, en este caso los diafragmas trabajan como riostras entre las vigas, éstas son también vigas diseñadas con canto útil alto.
- Analizando teorías de normas y reglamentos para las diferentes cargas de incidencia en un Puente como también en el comportamiento del Hormigón Pretensado y el acero, se ha llegado a establecer que este estudio ha sido necesario e importante para el desarrollo de este trabajo.

4.2. RECOMENDACIONES

- Es recomendable que los apoyos sean de neoprenos compuestos ya que estos apoyos no son del todo fijos ni del todo móviles, esto hace que funcionen como fijos a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes a que está sometida la estructura.
- Es importante tomar todas las medidas de seguridad como establecen las leyes vigentes a la hora de construir un puente, para reducir a lo máximo las probabilidades de los accidentes en obra.
- Se debe verificar que los materiales de construcción sean los adecuados para tener una obra de buena calidad, para esto se deben realizar todos los ensayos necesarios para el control de calidad, pero también es necesario revisar visualmente los torones de los cables para el pretensado porque estos pueden tener pequeños defectos por el transporte u otros lo que ocasionaría que éstos fallen al momento del tesado.
- Para la construcción de la viga se debe tomar muy en cuenta la excentricidad de las coordenadas de los cables tanto vertical que ocasionaría deformaciones verticales fuera de lo normal y horizontal que ocasionaría pandeo de la viga al momento del tesado de la misma.
- Se recomienda realizar defensivos con gaviones ya que éstos generan menor impacto ambiental, se puede presenciar que es necesario realizar una nueva obra para la protección tanto de los estribos del puente como los terrenos aledaños.